

Cimentación de una estructura en suelos blandos usando la técnica de la tierra armada

Por Miguel A. RODRIGUEZ-MIRANDA

Ing. de Caminos, Canales y Puertos Euroestudios, S.A.

y José M. VILLARROEL

Ing. de Caminos, Canales y Puertos Euroestudios, S.A.

Resumen:

En este artículo se describen las experiencias obtenidas con el diseño y construcción de una estructura de la Autopista Bilbao-Behobia, situada sobre suelos blandos. La cimentación de la estructura se ha resuelto mediante cimentación directa, a pesar de los problemas de estabilidad y asientos que se planteaban, utilizando la técnica relativamente nueva de la tierra armada para resolver los problemas de los estribos.

El interés de este artículo reside en los datos que aporta sobre las posibilidades que permite la utilización de la técnica de la tierra armada para resolver en condiciones económicamente ventajosas la cimentación de estructuras en condiciones particularmente difíciles y en plazos de construcción limitados.

Los asientos totales sufridos por la estructura, de algo más de un metro, sin que se originaran problemas de importancia práctica, han demostrado la capacidad real de la tierra armada para deformarse, que ha soportado en buenas condiciones asientos diferenciales de hasta un dos por ciento por metro lineal, que en el conocimiento de los autores, son los mayores registrados hasta ahora en la literatura geotécnica publicada sobre estructuras similares.

to sobre los pilotes del esfuerzo horizontal provocado por las deformaciones de las capas de suelos cohesivos —no era posible esperar a su consolidación antes de construir los pilotes, debido al corto plazo en que se tenía que terminar la obra— se llegó a valores que conducían a un diseño muy costoso del pilotaje.

La elección de la solución de cimentación flexible llevaba inherente el compromiso de un control de la obra, con objeto de adecuar las diferentes etapas de construcción a la consolidación de las capas de suelos cohesivos.

En su forma definitiva la estructura consistió en dos losas aligeradas de hormigón pretensado de 1,20 metros de canto, hormigonadas "in situ", de 26,90 metros de luz entre apoyos. Las losas apoyaban en cargaderos de hormigón armado colocados sobre macizos de tierra armada.

1.2. Características del terreno

La investigación geotécnica se programó conjuntamente para esta estructura y su inmediata anterior, la D-165, debido a la proximidad entre ambas; en la figura 1 se muestra una planta con la situación de los sondeos y penetraciones dinámicas realizadas. En conjunto se realizaron 5 sondeos a rotación, con diámetro 115 mm. y tres penetrómetros.

En la figura 3 se presenta un registro tipo del terreno.

La zona donde está situada la estructura es prácticamente hori-

1. DISEÑO

1.1. Consideraciones del proyecto

La estructura, denominada D-166, está situada en la margen izquierda del río Bidasoa, en la autopista Bilbao-Behobia, formando parte del enlace internacional de Behobia de esta autopista con su prolongación en territorio francés.

En esta zona la autopista se diseñó en relleno de unos 10 metros de altura; la estructura se planteó para salvar mediante un vano de 24 metros de luz, el paso de las dos calzadas principales sobre los ramales de la futura aduana (figura 1).

Por investigaciones anteriores se sabía que en el emplazamiento de la estructura había del orden de 25 metros de suelo y dado que el plazo de construcción para el enlace

de Behobia sería breve, hubo que decidir acerca del tipo estructural más económico que se adaptara a estas condiciones de cimentación y al corto plazo disponible.

Para salvar el vano de 24 metros dos soluciones parecían factibles desde el punto de vista de su cimentación: o una cimentación profunda mediante pilotes excavados de gran diámetro apoyados en roca o bien una cimentación flexible apoyando los cargaderos sobre macizos de tierra armada (figura 2).

Después de un análisis detallado de ambas soluciones, se eligió la cimentación flexible como más adecuada. Es conveniente destacar, que los factores más determinantes en esta decisión fueron el menor coste total y el problema de los empujes horizontales sobre los pilotes. Después de analizar el efec-

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

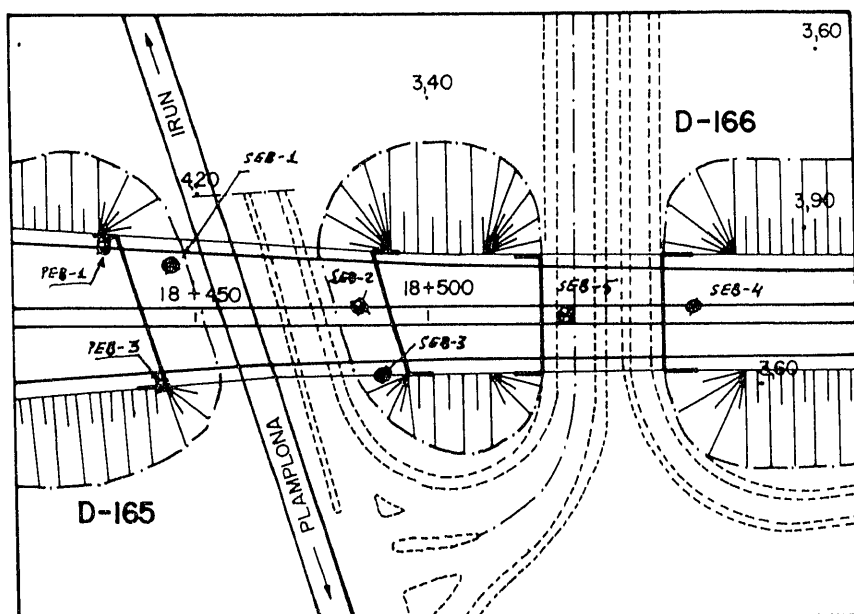


Fig. 1. Planta de la estructura con la situación de sondeos y penetrómetros

zontal, a la cota 3,60 sobre el nivel del mar; corresponde a la margen izquierda del aluvial del río Bidasoa, a unos 150 metros de su cauce. El emplazamiento de la estructura está por tanto situado en la llanura de inundación del río, oscilando la profundidad del nivel freático desde la superficie hasta 1,5 metros bajo el terreno natural.

El espesor de suelos reconocido es bastante uniforme, pasando de 25 metros bajo el estribo San Sebastián a 24 bajo el estribo Behobia. Se distinguieron cinco capas diferentes, que se numeraron del uno al cinco por orden creciente de profundidad, tal y como se indica en la figura 4.

Las capas I y II, constituidas por suelos cohesivos y que se extienden bajo toda la estructura con un espesor medio de 5,50 metros, son

las que mayor incidencia han tenido sobre los problemas planteados. Las capas III y V, con un espesor total de 17 metros, están formadas por suelos granulares y se extienden hasta el substrato rocoso. Intercalada en la capa III y con un espesor de 4,5 metros bajo el estribo de San Sebastián, se encuentra la capa IV, constituida por suelos cohesivos que se acuña hasta desaparecer bajo el estribo Behobia.

Capa I, consiste en una arcilla arenosa marrón, moderadamente firme. Su espesor varía entre 2,20 metros en el lado izquierdo de la estructura y 3,20 en el derecho. Su primer metro se encuentra preconsolidado por desecación a unos 2,0 kilogramos por centímetro cuadrado y es algo más arenoso.

Capa II, está constituida por un limo gris orgánico con bastante

arena y de consistencia blanda; su espesor varía entre 3,50 metros en el lado izquierdo a 1,80 en el derecho. En casi todas las muestras tomadas en esta capa se observaron vetas intercaladas de arena fina de algunos milímetros de espesor.

La capa III tiene un espesor medio de unos 15 metros, y está formada por una arena gris con bastante limo, variando su densidad de medianamente densa a muy densa con la profundidad.

La capa IV tiene un espesor de 4,50 metros bajo el estribo San Sebastián, acuñándose hasta desaparecer bajo el estribo Behobia. Está constituida por un limo gris con algo de arena de consistencia moderadamente firme; como en la capa II, se reconoció en ésta la existencia de vetas centimétricas de arena fina.

La capa V se encuentra en el contacto con el substrato rocoso y está formada por una grava gris con bastante arena, muy densa, y cuyo espesor varía entre 2 y 3 metros. Las características principales de las diferentes capas arcillosas se encuentran resumidas en la tabla de la figura 5.

1.3. Estudio de la cimentación

Desde el punto de vista práctico los aspectos más críticos de la estructura eran los relativos a la estabilidad a corto plazo de los estribos, formados por macizos de tierra armada, y los asentamientos previsibles que sufriría la estructura, que condicionaban las distintas fases de la obra.

Análisis de la estabilidad

Dado que una rotura circular es la más probable en estas condicio-

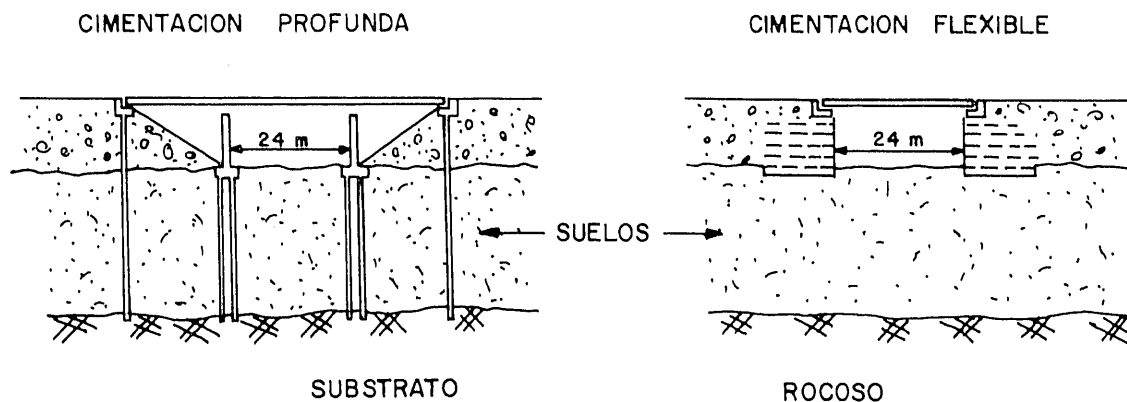


Fig. 2. Alternativas de cimentación

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

ENSAYOS LABORATORIO					
CONTEN. DE HUMEDAD	DENSID. SECA (gr/cm ³)	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	ENSAYO TIPO "VANE"	CONTEN. DE FINOS (%)
25,9	27,1	9,6			51,0
		34,2	11,2		76,4
55,2	50,5	20,6			74,8
	47,0	14,5			88,9
21,3					22,2
					84,3
	1,02	48,0	16,4		92,6
		51,0	18,5		
		54,1	22,0		
	1,51				

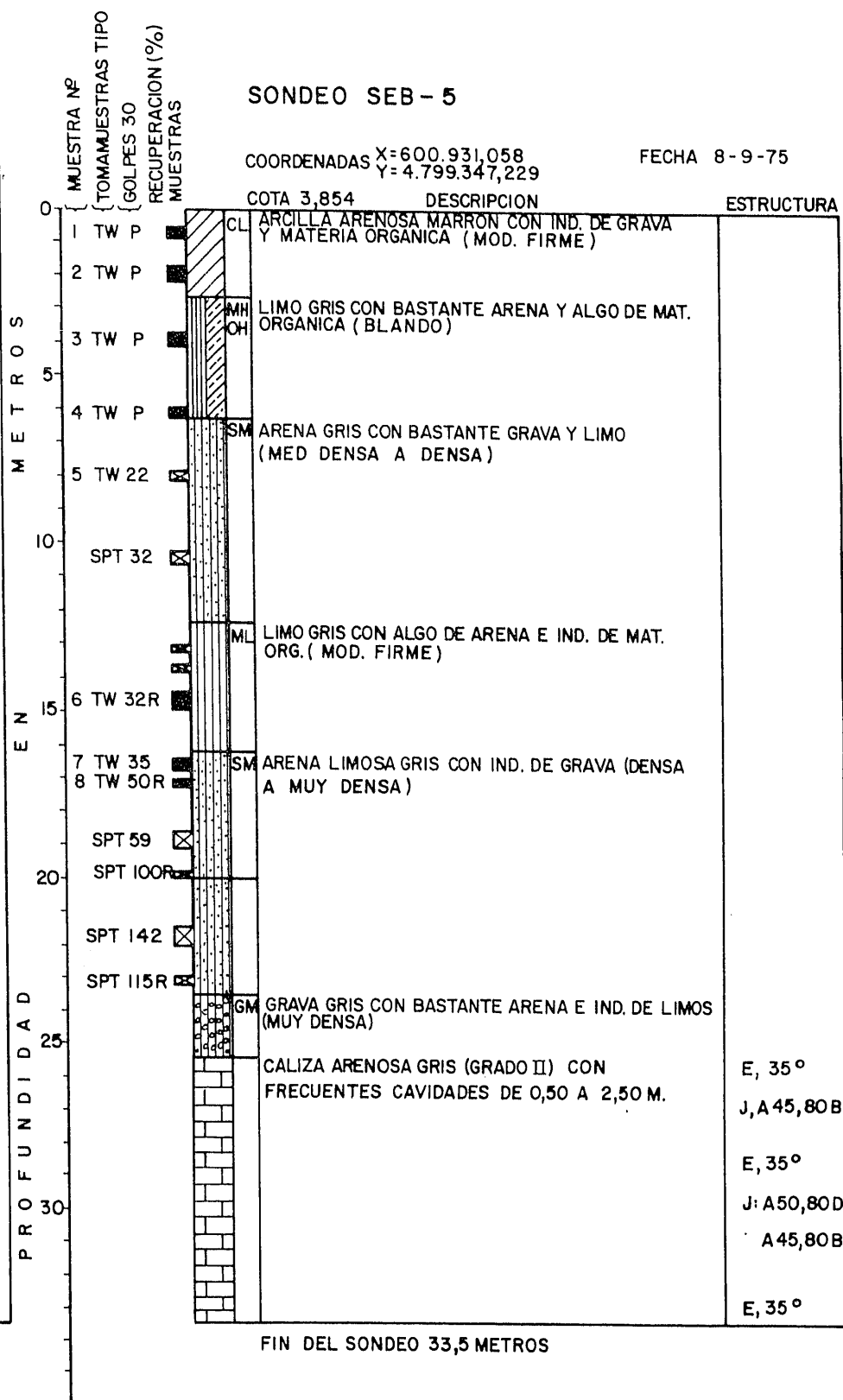
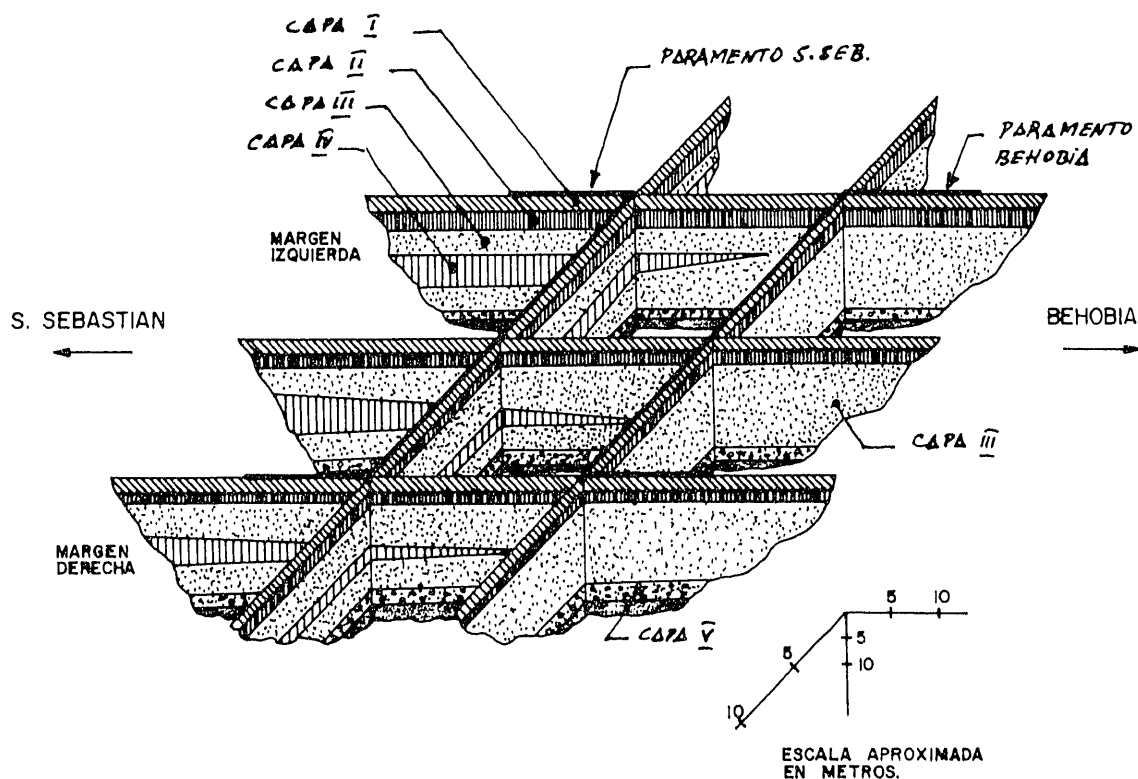


Fig. 3. Registro típico de sondeo

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA



CORTE DEL TERRENO

Fig. 4. Bloque-diagrama del subsuelo bajo el emplazamiento de la estructura

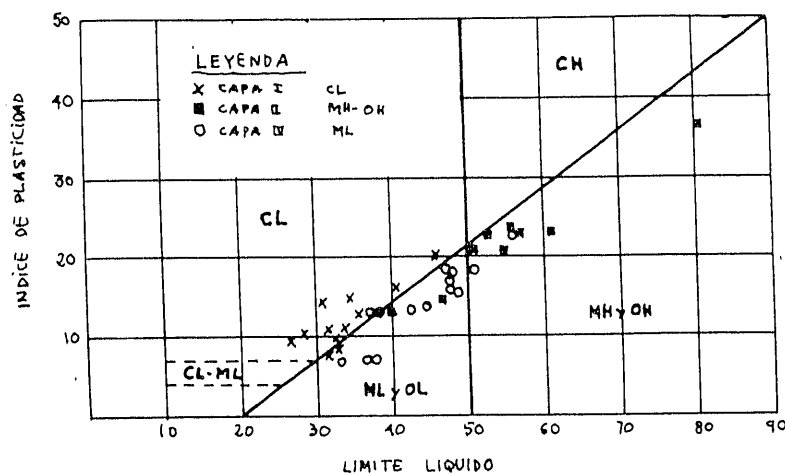


Fig. 5. Resumen de propiedades de las diferentes capas

nes de cimentación, se utilizó para los cálculos el método de Bishop.

Los cálculos se realizaron sobre el macizo de tierra armada del estribo San Sebastián, por ser en él mayor el espesor de la capa II, que es la que más incidencia podía tener en el proceso de rotura y porque este estribo era algo más alto.

El esquema real de un estribo de este tipo representado en la figura 6, se sustituyó por el modelo teórico que le acompaña, con la hipótesis complementaria de que ningún círculo de rotura podía pasar a través del macizo de tierra armada.

Se estimó un valor de 40 grados

para el ángulo de fricción del material granular que constituiría el relleno dadas las especificaciones de calidad y puesta en obra exigidas en este tipo de macizos. Al material de relleno de la autopista en las proximidades se le exigieron características similares.

Con estas hipótesis y adoptando para las distintas capas los valores medios de los parámetros ensayados, se realizaron los cálculos de estabilidad a corto y largo plazo cuyos resultados vienen resumidos en la figura 7.

El coeficiente de seguridad frente a la rotura a corto plazo (FS igual a 0,94) no se juzgó aceptable. Con objeto de incrementarlo se estudió la posibilidad de disponer un relleno temporal entre los dos paramentos de tierra armada que sería retirado cuando el desarrollo de los asentamientos lo hiciera aconsejable. La altura del relleno necesario se estudió de tal forma que se obtuviera un coeficiente de seguridad mínimo de 1,20 a corto plazo, y resultó necesario un relleno temporal de 2 metros, según se indica en la figura 8.

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

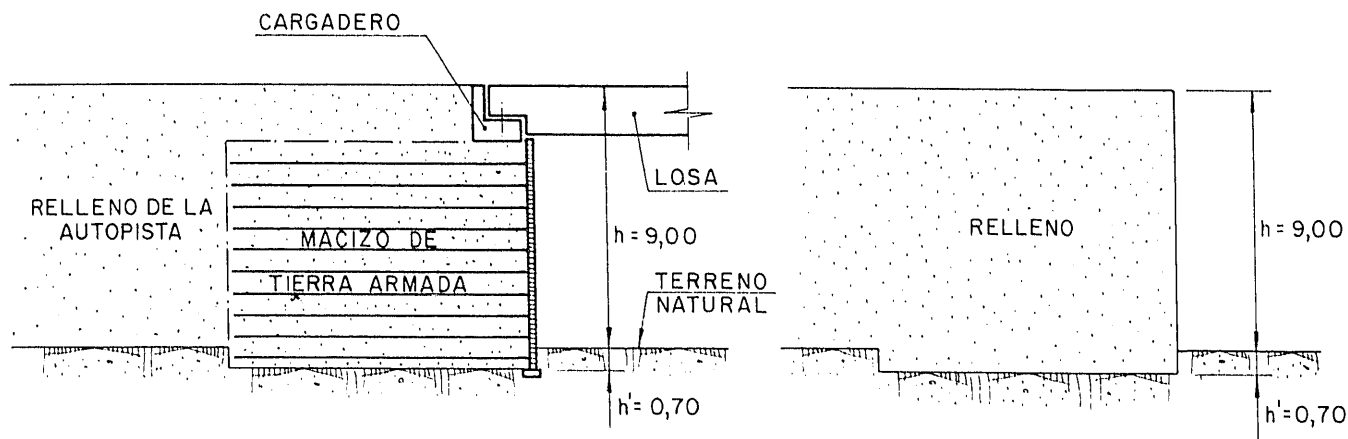


Fig. 6. Esquema de un estribo de tierra armada y modelo utilizado en el cálculo de estabilidad

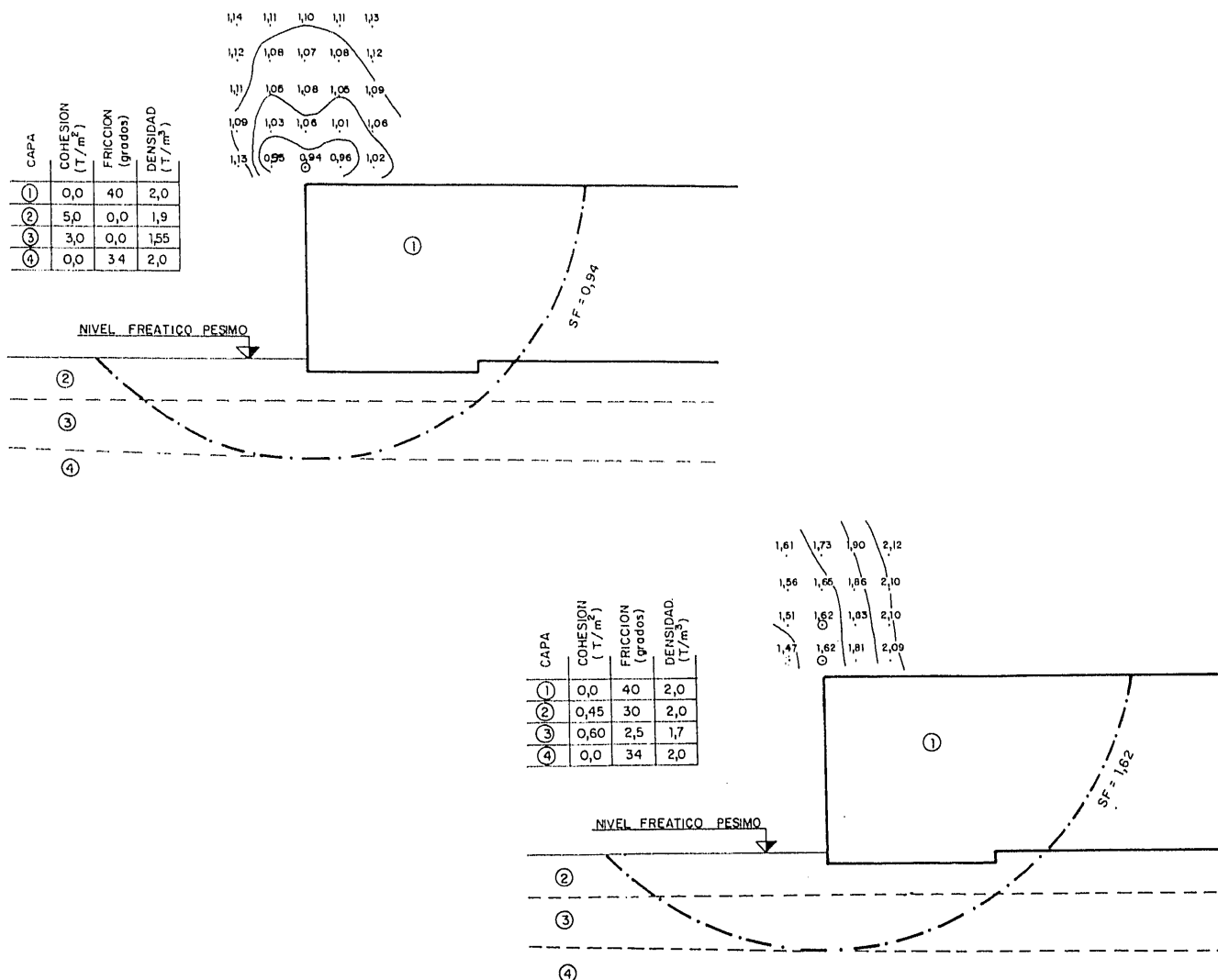


Fig. 7. Probables círculos de rotura a corto y largo plazo

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

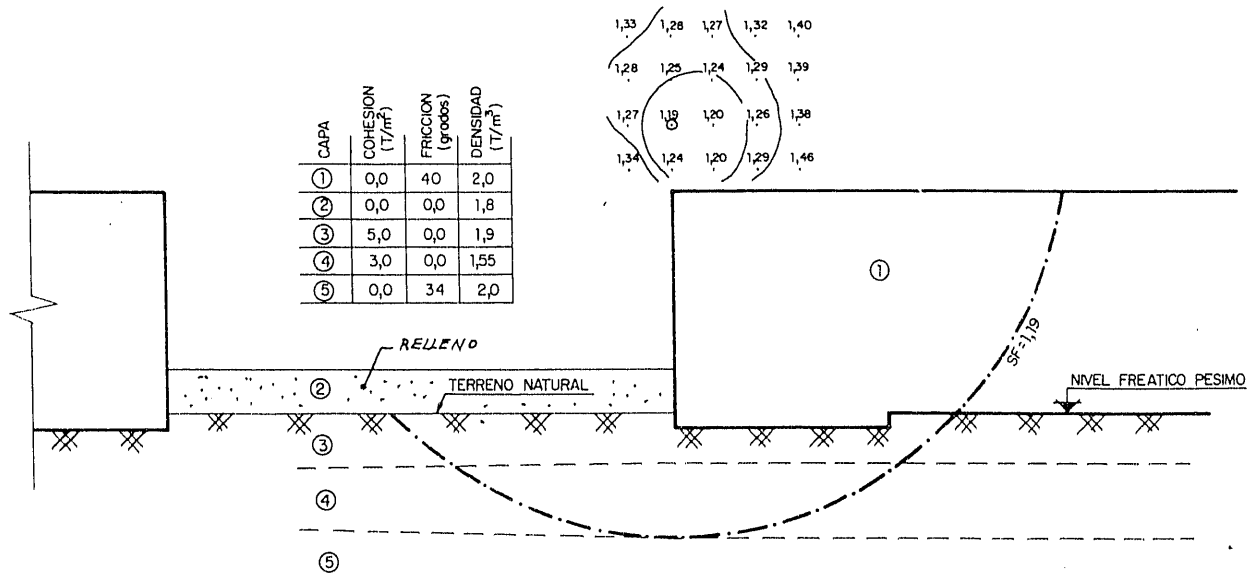


Fig. 8. Probable círculo de rotura a corto plazo con un relleno entre paramentos de 2 m. de altura

El coeficiente de seguridad a largo plazo de 1,60 se consideró admisible dados los valores supuestos para el macizo de tierra armada y el adecuado conocimiento de las características del terreno. Se desestimaron los círculos de rotura cuyos centros se encuentran a la izquierda del paramento, ya que cortan al macizo de tierra armada y no es razonable una rotura de este tipo en estas condiciones.

Magnitud de los asientos

Para el cálculo de la magnitud de los asientos en los diferentes puntos, se usó el método edométrico unidimensional. Las tensiones a diferentes profundidades se calcularon mediante los coeficientes de influencia de Boussinesq.

Como índices de compresión de las diferentes capas se tomaron los valores obtenidos mediante ensayos edométricos sobre muestras inalteradas (fig. 9); para la capa de arena (capa III) se adoptó un índice de compresión de 0,030 en función de su densidad; la capa de grava se supuso incompresible. También se supusieron incompresibles los macizos de tierra armada a la hora de calcular los asientos en la corona-

ción del estribo, que se consideraron iguales a los asientos calculados para puntos situados sobre el terreno natural.

Se tomó una densidad de 2 gramos por centímetro cúbico para el relleno de tierra armada, y se despreciaron las cargas que las losas que formarían el tablero del puente, podrían transmitir al terreno natural a través de los cargaderos, dado que el plano de cimentación de estos se encontraría entre 7 y 8 metros sobre el plano de apoyo de los macizos de tierra armada.

En estas condiciones se obtuvieron para los diferentes puntos los asientos indicados en la figura 10.

Los cálculos realizados permitían estimar que los estribos de tierra armada iban a asentar 80 y 100 centímetros cada uno, con asientos diferenciales en el paramento del orden del 3 por 100. Con anterioridad a esta estructura se habían construido otras similares en el Enlace de Zarauz que había sufrido asientos importantes sin problemas y por esta razón se juzgaron aceptables. Además la deformación diferencial de los paramentos se estimó que podría conducir como mucho al agrietamiento de alguna de las escamas de hormigón que

forman el paramento del macizo, que podría ser fácilmente reparable.

Desarrollo de los asientos en el tiempo

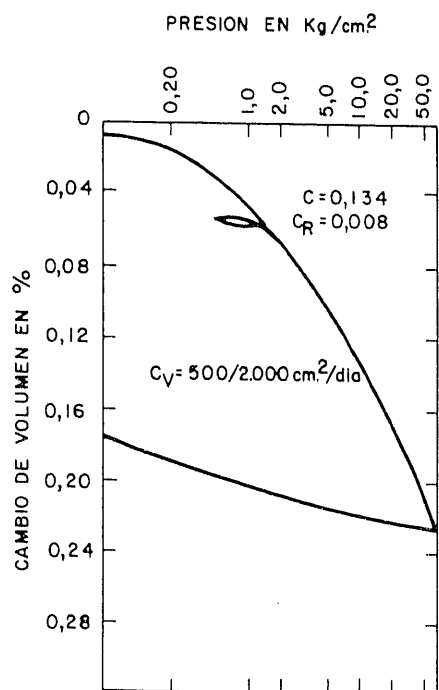
El desarrollo teórico de los asientos en el tiempo se calculó utilizando los coeficientes de consolidación obtenidos en los ensayos edométricos, y que eran respectivamente de 500 centímetros cuadrados por día, 45 y 100 para las capas I, II y IV.

Se estimó que el período de construcción sería de aproximadamente dos meses para los macizos, y en función de este ritmo se prepararon las curvas asientos-tiempo en los puntos centrales de ambos estribos que se presentan en las figuras 13 y 14.

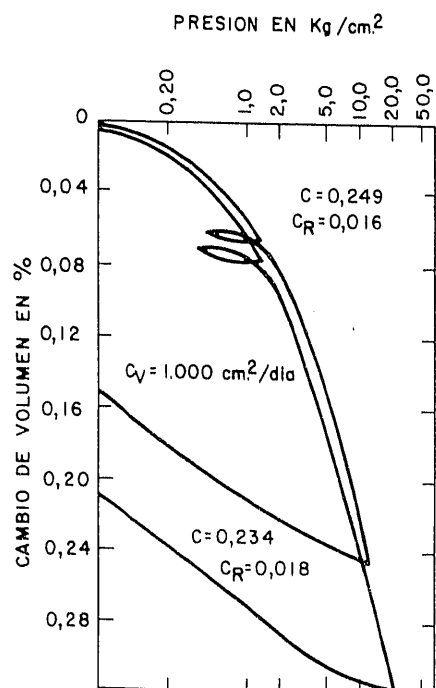
Aún reconociendo que este aspecto del problema es el que ofrece mayor incertidumbre, estas curvas tenían por objeto prever inicialmente un ritmo de obra y sobre todo tener un elemento de juicio con el que valorar los asientos que realmente se midieran durante la ejecución de la estructura.

Con objeto de limitar los asientos en las losas, se preveía que su

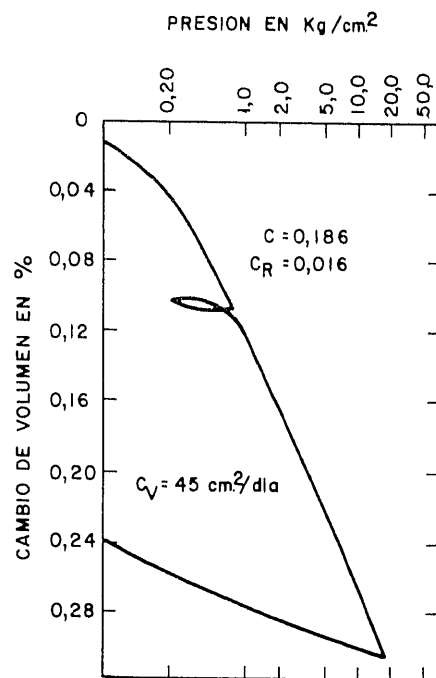
CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA



CAPA I. MUESTRA a 0,80m.



CAPA IV. MUESTRAS a 12,80
y 15,90 m.



CAPA II. MUESTRA a 3,20m.

Fig. 9. Curvas edométricas de las capas de suelos cohesivos

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

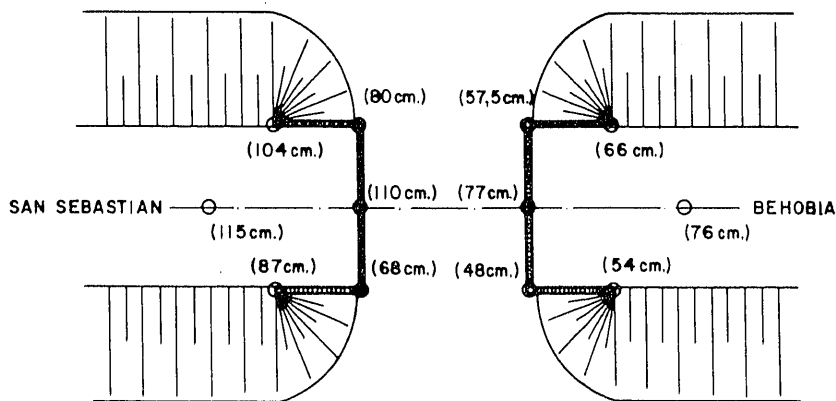


Fig. 10. Estribo de aleta vuelta. Asiento total en cm. para varios puntos del paramento y del relleno

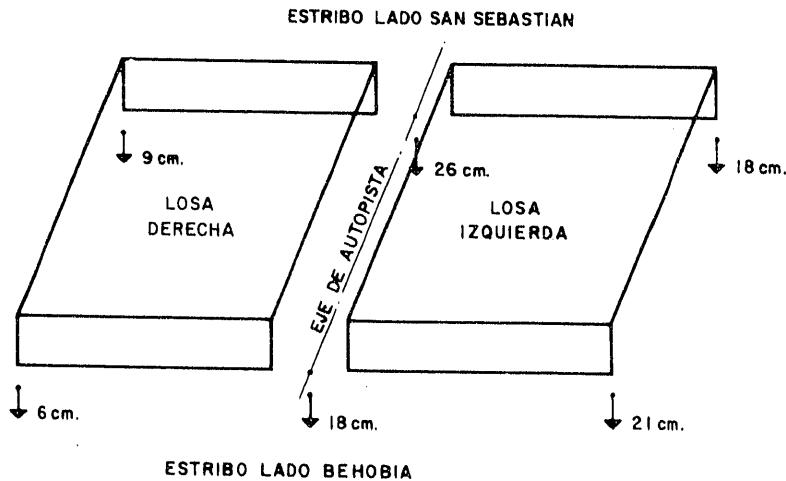


Fig. 11. Asientos residuales a los 2 meses de terminada la construcción de los macizos de tierra armada

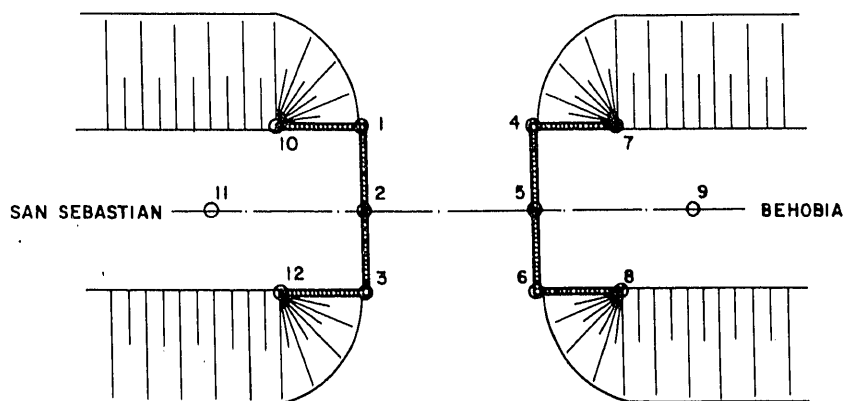


Fig. 12. Puntos de medidas de asentamientos

construcción no sería iniciada hasta dos meses después de terminados los macizos de tierra armada sobre los que se apoyaban; también se recomendaba construir los macizos con una altura de relleno inicial equivalente a la teórica más el asiento previsto (del orden de un metro).

Aún con estas medidas los asientos previsibles en las losas, es decir los residuales a los 2 meses de terminados los macizos eran bastante importantes, del orden de 20 centímetros en el centro; en la figura 11 se presentaban gráficamente estos asientos para cada losa.

Aunque estos asientos no ofrecían demasiados problemas a las losas, debido a su carácter isostático, se previó en el diseño la posibilidad de tener que utilizar gatos planos para la reposición de los apoyos y nivelación definitiva de la estructura.

1.4. Instrumentación

Con objeto de conocer el desarrollo real de los asientos en el tiempo y poder fijar en la práctica las distintas etapas de la construcción se consideró necesario realizar medidas periódicas en los puntos indicados en la figura 12.

Los puntos de medida 1 a 6 se establecieron mediante clavos de acero fijos en las escamas del paramento de tierra armada; los puntos 6 a 12 se diseñaron como placas de asiento convencionales. También se contaba, una vez hormigonados los cargaderos, con disponer en los mismos otros 6 puntos de medida, del 1' al 6', en la vertical de los correspondientes en las escamas de hormigón.

2. CONSTRUCCION

2.1. Consideraciones generales

La construcción de los macizos de tierra armada se inició en noviembre de 1975, invirtiéndose del orden de mes y medio en alcanzar la cota de apoyo de los cargaderos.

En el diseño se había previsto que los rellenos se construyeran a su altura definitiva y que tras una espera se hormigonarían los cargaderos retirando previamente el relleno en esta zona. Por razones de construcción este plan se modificó, retrasándose la ejecución de los re-

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

lentos a su altura definitiva hasta el hormigonado de los cargaderos.

Este cambio en el plan de obra y una mayor velocidad en el desarrollo de los asientos medidos aconsejaron a los tres meses de iniciar las obras, la elaboración de nuevas curvas asientos-tiempo, para controlar el proceso constructivo.

De acuerdo con estas nuevas previsiones se decidió que podrían hormigonarse las losas al cabo de un mes de la terminación de los rellenos, cuando los asientos remanentes estimados eran del orden de los 20 centímetros, similares a los previstos en el diseño.

El hormigonado de la losa derecha se realizó al mes de terminar los rellenos y el de la izquierda a los dos meses. Durante su ejecución y debido al asiento de la cimbra se produjeron fisuras en ambas losas. El estudio de este problema no previsto, complementado con una prueba de carga permitió concluir que las condiciones de servicio de los puentes eran adecuadas y las estructuras fueron puestas en servicio en julio de 1976 habiéndose comportado satisfactoriamente hasta la actualidad.

2.2. Construcción de los macizos de tierra armada

La construcción de los estribos de tierra armada se inició el 1 de noviembre de 1975. Días antes se había preparado el plano de apoyo de los mismos, excavándose un rectángulo de 1,5 metros de profundidad aproximadamente bajo todo el área ocupada por cada estribo y extendiéndose en su fondo unos 40 centímetros de escollera y 10 más de hormigón pobre para regularizar y cerrar la superficie resultante. Sobre este plano, situado un metro aproximadamente bajo la superficie del terreno natural, se comenzó a levantar el relleno de tierra armada propiamente dicho.

Con objeto de poder conocer el desarrollo de los asientos con el tiempo, se realizó la instrumentación prevista, consistente en clavos de acero en las escamas del paramento de hormigón de la tierra armada. Cada medida, con una frecuencia semanal, consistía en dar cota desde un punto suficientemente alejado a las referencias en el paramento y a la parte superior de la última tongada de relleno extendida.

Como es frecuente en una obra civil, hubo un cambio importante en el plan de obra previsto en el diseño. La diferencia esencial estribó en que por dificultades de obra sólo se levantó el relleno hasta la parte superior de la última fila de escamas de hormigón, no realizándose el relleno superior ni la precarga.

De acuerdo con este nuevo programa, se esperó unos 40 días para realizar el hormigonado de los cargaderos, subiéndose la cota del relleno a la de proyecto después de desencofrar los cargaderos, excepto en una pequeña zona que se dejó sin rellenar para colocar los gatos de pretensado de la losa.

Este cambio de programa, así como un desarrollo más rápido de los asientos de lo que cabía esperar aconsejaron la elaboración de nuevas curvas asientos-tiempo para poder controlar el proceso constructivo.

En las figuras 13 y 14 se presentan las curvas asientos-tiempo para el centro y bordes de los macizos de tierra armada del estribo San Sebastián y del estribo Behobia. Sólo para los puntos centrales se presentan tres curvas: la curva de punto y rayas corresponde al diseño, la de rayas discontinuas a la elaborada durante la construcción a los 90 días de iniciadas las obras, y la curva continua al desarrollo real de los asientos según se obtuvo de la instrumentación. Para los bordes de estribos sólo se presentan estas dos últimas.

Las curvas teóricas deducidas durante la construcción difieren de las de diseño en dos aspectos: en primer lugar, para su elaboración se tuvo en cuenta ya el ritmo real de obra. En segundo término, se modificó el coeficiente de consolidación de la capa II, que en diseño se había tomado de 45 centímetros cuadrados por día, a un valor de 140 centímetros cuadrados por día. Esta corrección estaba justificada en gran medida por las vetas de arena milimétricas que se habían detectado en esta capa durante la investigación y cuya presencia no se valoró suficientemente durante el proyecto. A partir de este momento se continuó regularmente la medida de los asientos sin que se modificaran nuevamente las previsiones debido al buen ajuste que se iba obteniendo en los puntos centrales de ambos paramentos, don-

de se midieron asientos totales a los diez meses de comenzada la construcción de 105 y 75 centímetros frente a una previsión de 110 y 77 respectivamente.

Como ya se ha mencionado anteriormente, a los tres meses de iniciar las obras se hormigonaron los cargaderos y se realizó el relleno restante. En los cargaderos, y en la vertical de los puntos de medida correspondientes de los macizos de tierra armada se situaron 6 puntos de medida con objeto de comprobar también el desarrollo de los asientos.

2.3. Comportamiento de los macizos de tierra armada

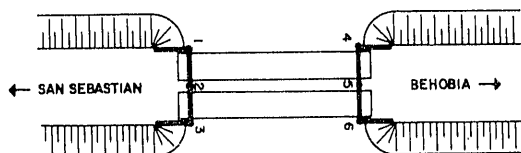
En las figuras 13 y 14 se presentan los asientos observados en centro y bordes de los paramentos de tierra armada del estribo San Sebastián y del estribo Behobia. En la tabla siguiente se resumen las diferencias encontradas entre los asientos calculados y los medidos.

En las medidas anteriores se destaca una buena coincidencia entre los valores reales y los previstos en los puntos centrales de ambos paramentos, con desviaciones inferiores al diez por ciento. De igual manera se observa que las mediciones realizadas en los bordes de los paramentos se separan de las previsiones siendo sistemáticamente entre un 22 y un 30 por ciento superiores a las previstas. Aún sin poder asegurar la geometría del terreno bajo estos puntos, obtenida en gran medida por extrapolación de los datos, es opinión de los autores que esta desviación se debe básicamente a que el macizo de tierra armada se comporta como algo más rígido que un relleno convencional, hipótesis usada en los cálculos, tendiendo a uniformarse los asientos en los diferentes puntos, máxime cuando se trata de estribos con aleta vuelta donde se colocan flejes de metal en dos direcciones.

Los asientos diferenciales máximos registrados a lo largo de los paramentos de tierra armada han sido del 1,8 %. Para esta deformación el comportamiento de los macizos ha sido excelente, habiéndose observado únicamente fisuras en la esquina de dos escamas de hormigón de la parte superior del paramento, que no han tenido ninguna importancia práctica. En opinión de los autores las posibilida-

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

BEHOBIA			SAN SEBASTIAN			ESTRIBO
6	5	4	3	2	1	PUNTO
48	77	57,5	68	110	83	ASIENTO TOTAL CALCULADO
47	70	46	67	97	75	ASIENTO CALCULADO A LOS 10 MESES
60	75	60	82	105	-	ASIENTO REAL A LOS 10 MESES
1,28	1,07	1,30	1,22	1,06	1,28	ASIENTO REAL ASIENTO CALCULADO



des de deformación del macizo están relacionadas con la altura del paramento, pero para macizos de altura similar, son tolerables sin precauciones adicionales deformaciones muy próximas al 2 %

Por diferencia entre los puntos de medida situados en los cargaderos y los situados en el paramento se puede deducir el asiento sufrido en el propio macizo de tierra armada debido a las cargas de la estructura, transmitidas por los cargaderos. El valor de estos asientos ha variado entre 1 y 2 centímetros, coincidente con la hipótesis de considerar muy poco compresibles los macizos de tierra armada.

Es interesante señalar las deformaciones horizontales observadas en los paramentos de los macizos de tierra armada. La medida de estas deformaciones no se instrumentó, por lo que no se puede dar una información precisa sobre ellas. No obstante, se ha estimado un giro hacia el interior en la parte alta de los macizos del orden del 1 %, es decir, que el borde superior del paramento se ha desplazado hacia el trasdos en una magnitud próxima a los 6 centímetros.

En nuestra opinión esta deformación puede deberse a dos causas. En primer lugar, los asientos en el interior del relleno, a poca distancia del trasdos del paramento son su-

periores a los de propio estribo, de manera que si el macizo de tierra armada se comporta con una cierta rigidez el paramento tiende a girar hacia el interior en su parte alta. La segunda causa del giro puede estar ligada al estricto coeficiente de seguridad frente a la estabilidad del propio macizo de tierra armada.

2.4. Construcción de las losas

Como ya ha mencionado anteriormente, a los 30 días de terminar a la altura definitiva se hormigonó la losa derecha y a los 60 días la izquierda.

Es interesante describir brevemente, por los problemas que luego surgieron, el proceso constructivo. Para cada losa se levantó una cimbra apoyada en una serie de tabloncillos sobre el relleno que se extendió entre los paramentos, ocupando la cimbra todo el área que cubriría el tablero. A los 7 días de realizado el hormigonado de la losa y cuando el hormigón hubiese alcanzado una resistencia de 260 kilogramos por centímetro cuadrado, se tesarían a su tensión definitiva, 14 de los 24 cables que constituyen el pretensado de la losa, pudiendo procederse seguidamente a retirar la cimbra. A los 28 días se especificaba el tesado de los 10 cables restantes.

Siguiendo el proceso constructivo descrito para el hormigonado del tablero, se hormigonó la losa derecha y se tesó el primer pretensado (14 cables). A continuación se procedió a retirar la cimbra y en esta operación se apreció la aparición de fisuras en el tablero. Estas fisuras, en número de tres, iban por el centro de la luz, se localizaban en la cara inferior del tablero y eran normales al eje longitudinal del puente; las fisuras ascendían por los cajeros del puente hasta unos 10 centímetros por debajo del voladizo que es la situación aproximada de la fibra neutra, y su apertura oscilaba entre 0,7 y 1 mm.

Ante esta situación se hizo un estudio detallado de las fisuras y sus causas más probables. Dentro de este estudio se revisaron los cálculos realizados, la resistencia característica del hormigón y alargamientos y tensiones obtenidas durante el tesado, no encontrándose defecto en el proyecto y construcción de la losa.

Se concluyó en este estudio que las fisuras de flexión encontradas después de descimbrar se debían a los asientos producidos en la cimbra desde el momento del endurecimiento del hormigón, unas 24 horas después del hormigonado, hasta la ejecución del primer pretensado, a los 7 días.

En este sentido cabe señalar que al estar la cimbra formada por una serie de castilletes que se cimentaban superficialmente, estos transmitían al terreno una sobrecarga, suficientemente distribuida como para poder considerarla uniforme y del orden de 1,70 toneladas por metro cuadrado.

Esta sobrecarga mantenida durante siete días desde el hormigonado debió producir un asiento diferencial en la cimentación de la cimbra que se puede estimar entre medio a un centímetro, desde el centro de la luz a los estribos.

Como al cabo de unas 24 horas el hormigón ha adquirido un endurecimiento suficiente, el tablero del puente no pudo seguir los asientos de la cimbra, entre uno y siete días, sin fisurarse. Al asentar la cimbra hizo entrar en juego parte del peso propio de la estructura y ésta, que aún no tenía introducido el primer pretensado, se fisuró bajo el efecto del mismo. Se puede señalar que un asiento diferencial del orden de medio centímetro entre el centro

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

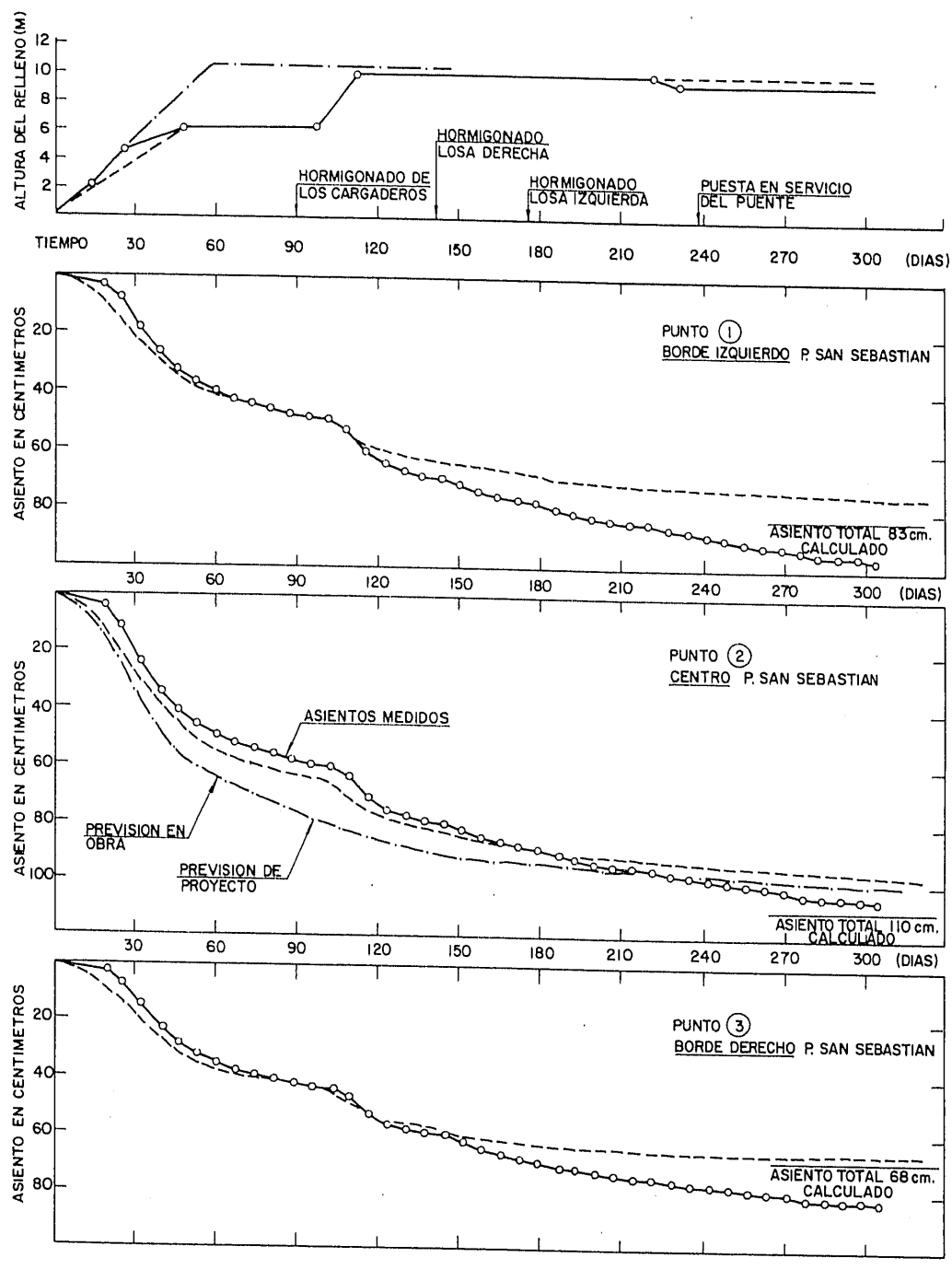


Fig. 13. Estribo San Sebastián. Curvas asientos-tiempo en el centro y bordes del paramento de tierra armada

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

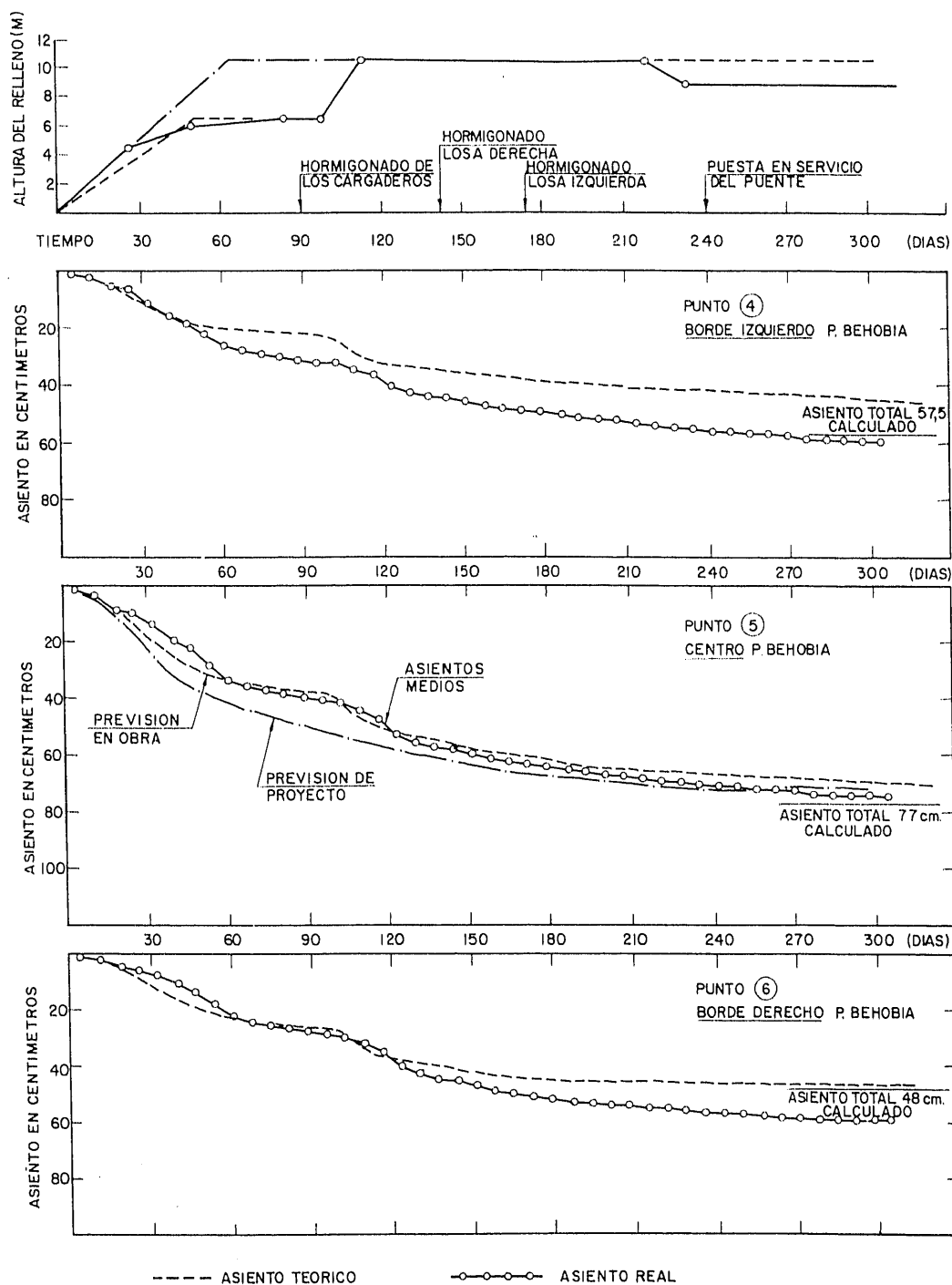


Fig. 14. Estribo Behobia. Curvas asientos-tiempo en el centro y bordes del paramento de tierra armada

CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN SUELOS BLANDOS USANDO LA TECNICA DE LA TIERRA ARMADA

de la luz y los estribos produce en el puente un momento del orden de 154 mtn. que es del mismo orden del que era capaz de resistir el puente sin fisurarse.

Al poco tiempo se descimbró la losa derecha, volviendo a ocurrir el mismo fenómeno. Las fisuras de ambas losas se cerraron con la aplicación de la segunda serie de pretensado. Con la prueba de carga de ambos tableros se llegó a la conclusión de que las fisuras, cerradas en el segundo pretensado, no modificaban sustancialmente las condiciones de servicio del puente.

3. CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

Desde un punto de vista práctico, puede concluirse que la utilización de la tierra armada ha resuelto satisfactoriamente y en condiciones económicamente ventajosas el problema de cimentar la estructura sobre suelos blandos. Debe tenerse en cuenta además que la utilización de un relleno temporal dispuesto entre los paramentos permite, cuando esta solución es factible, construir los macizos de tierra armada aunque haya problemas de estabilidad a corto plazo.

Las previsiones realizadas en el proyecto con respecto a la magnitud de los asentos, se han ajustado bastante a la realidad en los puntos centrales de los estribos. Sin embargo, los asentos en los

bordes han sido sistemáticamente un 25 % superiores a los previstos, lo que en opinión de los autores se debe a un comportamiento de los macizos como algo más rígido de lo previsto.

En cuanto al desarrollo de los asentos en el tiempo, y como es normal, el grado de la incertidumbre de las previsiones es mayor. No obstante, un seguimiento adecuado de las obras permite corregir estas deficiencias y adecuar los plazos de construcción a los nuevos datos que se van obteniendo. Esto significa que aunque la separación con respecto a las previsiones puede corregirse durante las obras, de manera que no se corran riesgos innecesarios, es preciso tener en cuenta esta limitación en el programa inicial tomando un factor de seguridad adecuado en los plazos de construcción.

En definitiva, los macizos de tierra armada, de unos 6 metros de altura, han sufrido asentos totales máximos de 75 y 105 centímetros, con deformaciones en sentido longitudinal de un 1,8 % sin que surgieran problemas de importancia. Las placas de hormigón usadas en los paramentos han sido las usuales; en opinión de los autores se podrían aceptar asentos diferenciales aún mayores si se utilizan placas con algo más de holgura sobre todo en la fila más alta.

La construcción de las losas planteó problemas que no se habían previsto y las losas se fisura-

ron debido al asiento de la cimbra durante el proceso de hormigonado. Este problema se podía haber evitado bien sea introduciendo el pretensado en fases distintas y más avanzadas de lo previsto o bien construyendo una precarga equivalente al peso de la cimbra, que se retiraría antes de contruir el entramado de la misma.

En conjunto el comportamiento de la estructura ha sido satisfactorio, y la solución elegida ha supuesto una notable ventaja económica frente a soluciones convencionales. Una ventaja no despreciable del procedimiento usado es resolver el problema clásico de asiento diferencial entre el relleno de acceso y la estructura, que desde el punto de vista del tráfico es un aspecto muy importante.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecemos a la dirección de EUROPISTAS C.E.S.A. el permiso para la publicación del presente artículo, y la eficaz colaboración por parte de S.A. FERROVIAL durante el ejecución de la obra.

También quieren expresar su agradecimiento a los señores J. Herrera y S. P. Fadón, proyectistas de la estructura y a quienes se deben la mayor parte de los comentarios sobre los aspectos estructurales incluidos en este artículo.